

DESEMPEÑO SÍSMICO DE MAMPOSTERÍA Y FACHADA DE MAMPOSTERÍA

Richard E. Klingner ¹, P. Benson Shing ², W. Mark McGinley ³, David I. McLean ⁴, Hussein Okail ⁵, y Seongwoo Jo ⁶

¹ L. P. Gilvin Professor in Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Austin, Texas 78712, USA.

² Professor, Dept. of Structural Engineering, the University of California at San Diego, La Jolla, CA 92093, USA.

³ Professor and Endowed Chair for Infrastructure Research Civil and Environmental Engineering, University of Louisville, Louisville, KY 40292, USA.

⁴ Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, Pullman, WA 99164-2910, USA.

⁵ Graduate Research Assistant, Dept. of Structural Engineering, the University of California at San Diego, La Jolla, CA 92093, USA.

⁶ Graduate Research Assistant, The University of Texas at Austin, Austin, TX 78712, USA.

Resumen

Este trabajo resume los resultados preliminares de un proyecto de investigación sobre el diseño por desempeño de mampostería y fachada de mampostería. El proyecto incluye ensayos casi-estáticos de fachadas de mampostería de arcilla con sistemas de respaldo de parantes de madera y de mampostería de concreto; ensayos en mesa vibrante de segmentos de muro con parantes de madera y de mampostería de concreto; y ensayos en mesa vibrante de una estructura a escala completa de parantes de madera con fachada de mampostería de arcilla y una estructura a escala completa de mampostería de concreto con fachada de mampostería de arcilla; y modelaje analítico no lineal. Con base en los resultados experimentales, se presentan refinamientos a las actuales normas EEUU sobre el diseño y detallado de mampostería y fachadas de mampostería de arcilla.

Abstract

This paper summarizes the preliminary findings of a research project on performance-based design of masonry and masonry veneer. The project includes quasi-static testing of clay masonry veneer with wood stud and concrete masonry backings; shaking-table tests of concrete masonry and wood-stud wall segments with clay masonry veneer; and shaking-table tests of a full-scale wood-stud structure with clay masonry veneer and a concrete masonry structure with clay masonry veneer; and nonlinear analytical modeling. Based on the test results, recommendations are presented for refinements to current seismic design and detailing provisions for masonry and masonry veneer.

Introducción

Desde Octubre del 2006 al Septiembre del 2010, el programa NEES (Red para la Simulación de la Ingeniería Sismorresistente) de la Fundación Nacional de las Ciencias (EEUU) patrocina un proyecto sobre el Diseño por Desempeño de la Mampostería. Este proyecto encara los siguientes asuntos:

- desempeño sísmico de fachadas de mampostería y su respaldo;
- desempeño sísmico de conectores para fachadas de mampostería;
- comportamiento inelástico de muros chatos a corte de mampostería; y
- normas con base al desempeño para mampostería y fachadas de mampostería.

El proyecto incluye investigación experimental y analítico, educación, y el desarrollo de recomendaciones para implementación normativa. El trabajo experimental de este proyecto consiste en lo siguiente:

- ensayos casi-estáticos, en el plano, de fachadas de mampostería de arcilla sobre segmentos de muros de parantes de madera, y sobre segmentos de muros de mampostería de concreto;
- ensayos casi-estáticos, fuera del plano, de fachadas de mampostería de arcilla sobre segmentos de muros de parantes de madera, y sobre segmentos de muros de mampostería de concreto.
- ensayos en mesa vibrante de tales segmentos de muros; y
- ensayos en mesa vibrante de edificios prototípicos con estos tipos de muros.

Para permitir una comparación directa del comportamiento casi-estático y dinámico de los segmentos de muros, con el comportamiento dinámico de edificios prototípicos con los mismos tipos de muros, las dimensiones y detalles de los especímenes tipo edificio se coordinan cuidadosamente con los mismos de los especímenes tipo muro. Las primeras tres series de ensayos de describen en otros trabajos que se preparan actualmente. En este trabajo se presentan los resultados preliminares de los ensayos sobre estructuras enteras, con énfasis en su desempeño global.

Antecedentes sobre la Respuesta Sísmica de Edificios Chatos con Fachada de Mampostería

Dos edificios chatos prototípicos con fachada de mampostería, que se muestran in la Figura 1 y la Figura 2, fueron ensayados en la mesa vibrante al aire libre en el sitio NEES en la Universidad de California en San Diego. Estos especímenes representaron la práctica constructiva corriente, y fueron diseñados según las normas EEUU MSJC (2008a,b) y la International Residential Code (2006). Siendo esta investigación un esfuerzo preliminar por entender el comportamiento de sistemas tipos muro bajo solicitaciones en el plano y fuera del plano, los edificios fueron sometidos a sacudimiento en una sola dirección. Para cada edificio, dos juegos de muros fueron sometidos a solicitaciones en el plano, y dos juegos a solicitaciones fuera del plano.

La respuesta sísmica esperada de tales edificios se trata en el Capítulo 9 (Estructuras de Mampostería) de Bozorgnia and Bertero (2004), y se resume en la siguiente discusión.

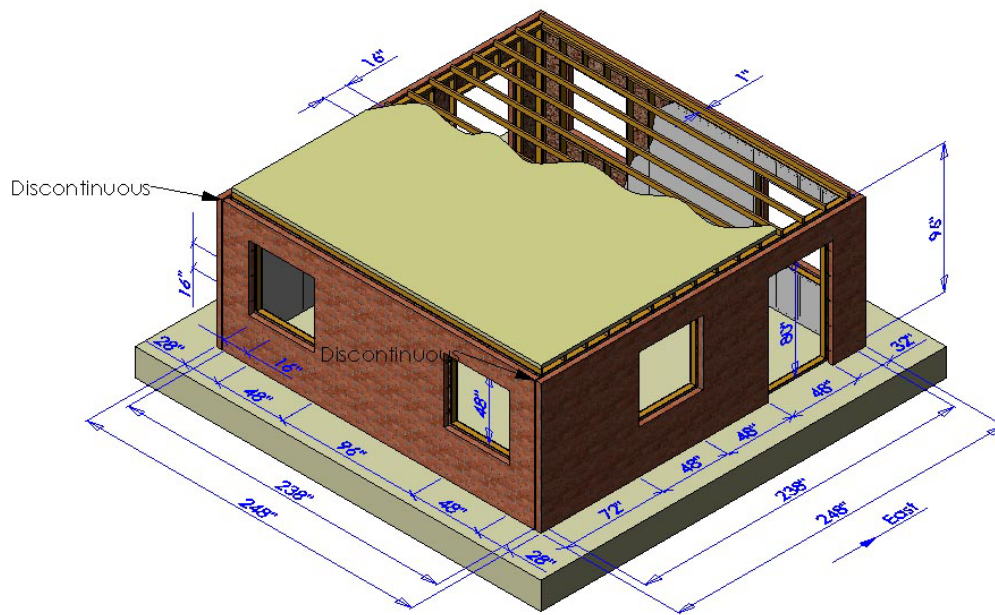


Figura 1 Estructura prototípica de parantes de madera con revestimiento externo de madera, conectores, y fachada de mampostería de arcilla, y revestimiento interno de tablas de yeso

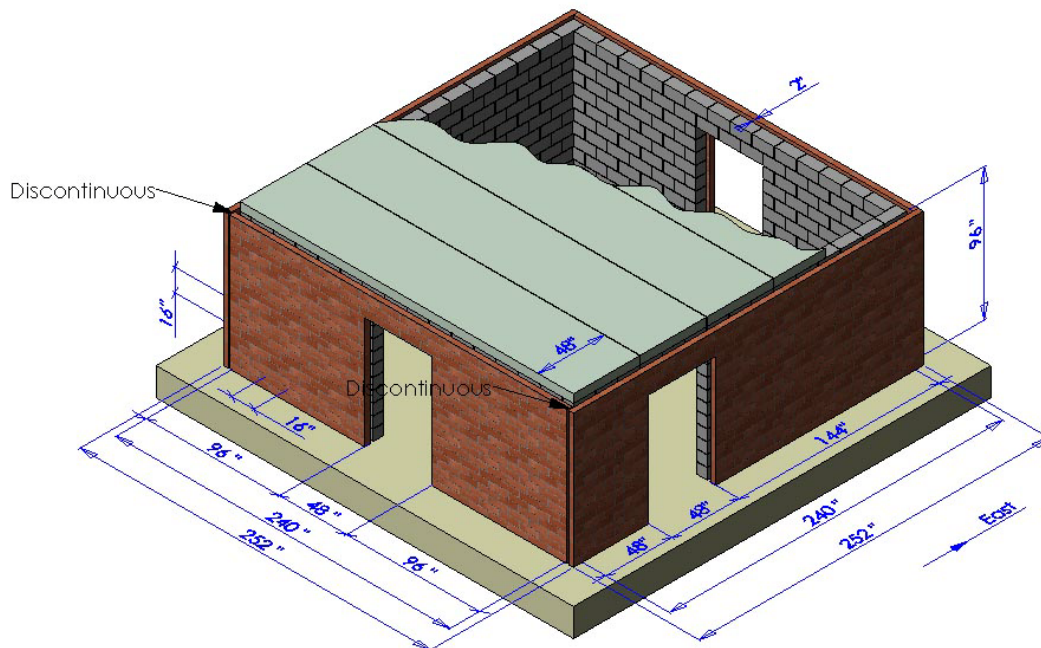


Figura 2 Estructura prototípica de mampostería de concreto y fachadas de mampostería de arcilla

Los muros orientados perpendiculares a la dirección de sacudimiento de la tierra se comportan como vigas con luz vertical, excitadas en su extremo inferior por la losa de cimentación, y en su extremo superior por el diafragma del techo. Las fuerzas inerciales que actúan sobre estos muros contribuyen a la respuesta del diafragma. Los muros orientados paralelos a la dirección de sacudimiento de la tierra transmiten las reacciones del diafragma a la cimentación, y actúan como muros cortantes. El diafragma del techo es flexible frente a los muros cortantes.

En sistemas de muro con fachada de mampostería, la fachada y su respaldo se ligan por conectores, que se refieren también como amarres o anclas. Ejemplos de estos se muestran en la

Figura 3.



conectores corrugados (izquierda)
y rígidos (derecha)



conectores ajustables de
doble engranaje



escalerilla de tres alambres

Figura 3 Ejemplos de conectores (amarres)

Por cuanto la fachada y el sistema de respaldo tienen distintas propiedades de rigidez y masa, la excitación sísmica produce fuerzas significativas en los conectores. Los conectores corrugados varían en rigidez en tracción y compresión axial, dependiendo de la excentricidad de la doblez en el conector, y la presencia de grumos de mortero de pega. Los conectores de tres alambres generalmente son rígidos en tracción, y de rigidez variable en compresión, dependiendo de si han pandeado o no. Los conectores ajustables generalmente son rígidos en tracción y compresión, pero estas rigideces se reducen a medida que se aumenta la excentricidad del conector. Los conectores son de rigidez variable en corte horizontal y vertical.

Frente a sacudimiento en el plano, la fachada responde en general en una combinación de cabeceo y deslizamiento, con posible agrietamiento en las juntas horizontales, mientras el respaldo responde en una combinación de deformación cortante y de flexión en el plano. Los conectores de fachada en estos muros se someten principalmente a deformaciones cortantes en el sentido vertical y horizontal, las cuales producen historias histeréticas de fuerzas. Bajo sollicitación severa, los conectores de fachada pueden fallar por extracción del clavo que los conecta a la madera, o por extracción de la cabeza del clavo o tornillo conector por el hoyo en el conector, o por desprendimiento del conector de la junta de mortero de pega. Frente a ciclos repetidos de deformaciones cortantes más allá del límite elástico, los conectores de fachada pueden fallar también por rotura en fatiga de bajo ciclaje.

Frente a sacudimiento fuera del plano, la fachada y su respaldo generalmente responden en flexión fuera del plano. Por cuanto el respaldo y la fachada generalmente tienen propiedades muy distintas de rigidez y masa, si se restringen por los conectores a moverse juntos, los conectores pueden someterse a fuerzas axiales grandes. Conectores pueden fallar por extracción de los clavos que les ligan al sistema de respaldo; por extracción de la cabeza del clavo o tornillo por el hoyo en el conector; por desprendimiento del conector de la junta de mortero de pega; o (en el caso de los conectores ajustables) por desprendimiento de los alambres de los anillos. Frente a ciclos repetidos de deformaciones cortantes más allá que el límite elástico, los conectores de fachada pueden fallar también por rotura en fatiga de bajo ciclaje. La fachada en muros cargados fuera del plano típicamente se agrieta en una junta horizontal cerca de la media altura frente a aceleraciones fuera del plano.

Ensayo en Mesa Vibrante de una Estructura a Escala Completa de Parantes de Madera con Fachada de Mampostería de Arcilla

En enero del 2009, la estructural prototípica a escala completa que se muestra en la Figura 1 fue sometida a ensayos en mesa vibrante (en la dirección este-oeste de aquella figura) en el sitio NEES de mesa vibrante en la Universidad de California en San Diego.

Detalles de Estructura de Parantes de Madera

La estructura de parantes de madera fue cuadrada en planta, y midió 6.30 m en cada lado. Fue diseñada y construida conforme a los requisitos prescriptivos para la Categoría de Diseño Sísmico D2 (alto riesgo) (IRC 2006). Las placas horizontales y parantes verticales fueron de madera tipo abeto Douglas No. 2, con dimensiones nominales de 5 x 10 cm. Se usaron placas inferiores sencillas y placas superiores dobles, y los parantes se colocaron en 40.6 cm. Los parantes y placas se revistieron externamente con láminas de madera fabricada de 1.1 cm de espesor, ancladas a los parantes y placas por clavos 8p espaciados en 15 cm en las placas y parantes de borde, y 12 cm en los parantes intermedios. Los parantes y placas se forraron internamente con tablas de yeso con espesor de 1.2 cm, ancladas con tornillos espaciados en 10 cm en las placas y parantes de borde, y en 20 cm en los parantes intermedios. Se instalaron amarres sísmicos verticales en los extremos de cada lámina.

El espécimen usó membrana impermeable de 0.76 mm de espesor en la base de cada segmento de fachada, y se construyó con unidades estándar modular (ASTM C216, más que el 75% sólidas), con un espesor nominal de 10 cm, colocadas con mortero de pega de cemento para mampostería Tipo N (ASTM C270). La estructura se construyó con una brecha abierta de espesor de 2.5 cm entre las láminas de madera y la fachada, pues este valor mejor representa la practica constructiva actual.

En el lado oeste, la facha se conectó al respaldo de madera mediante conectores metálicos corrugados de espesor 22-gage, espaciados en 40.6 cm horizontal y verticalmente, y ancladas a la madera con clavos 8d electro-galvanizados (10-1/4 gage, 0.29 cm en diámetro, y 6.35 cm de largo). La fachada en el lado oeste fue aislada de la fachada en los lados norte y sur por juntas verticales abiertas. En el lado este, la fachada se conectó mediante conectores rígidos espaciados en 40.6 cm horizontalmente y 61 cm verticalmente, y ancladas a la madera con tornillos No. 10 (diámetro nominal del tallo 0.48 cm, y largo de 6.35 cm). Los amarres rígidos fueron provistos de refuerzo continuo tipo alambre, conectado mecánicamente a los amarres. En los lados norte y sur, para lograr la simetría referente al plano de sacudimiento, la fachada se conectó igual que en el lado oeste. En el lado norte, los conectores fueron provistos con refuerzo tipo alambre mecánicamente conectado, mientras que en el lado norte, los conectores no tuvieron tal refuerzo.

El sistema de techo fue compuesto de viguetas sólidas de madera tipo abeto Douglas No. 2 (o mejor) con dimensiones nominales de 5 x 30 cm, espaciados en 40.6 cm, revestidas de láminas estructurales de madera fabricada de espesor de 1.1 cm, sujetadas según la norma IRC 2006 por clavos 6d espaciados en 15 cm en los bordes de las láminas. Además, las viguetas exteriores fueron conectadas a la placa superior de los muros de madera por placas metálicas espaciadas en 61 cm, y cada vigueta se conectó a la placa superior por ángulos metálicos (acero formado en frío). Las placas y ángulos metálicos fueron diseñados a transferir el corte máximo del diafragma a la cima de los muros cortantes. Las caras inferiores de las viguetas fueron forradas internamente por tablas de yeso de 1.2 cm de espesor, conectadas por tornillos espaciados en 15 cm a lo largo de los bordes de las láminas. Adicionalmente, se centró una vigueta de borde encima de la placa superior de los muros orientados perpendiculares a la dirección de sacudimiento. Según la práctica recomendada (AFPA 2001), el espacio entre la vigueta de borde y la próxima vigueta fue arriostrado por miembros con

dimensiones nominales de 5 x 10 cm espaciados en 41 cm. Por cuanto la reacción horizontal sísmica tiene excentricidad vertical referente al forro del techo, se impone una torsión en las viguetas de borde. Para resguardar contra la falla prematura de las viguetas de borde debido a tal torsión, las caras inferiores de las viguetas de borde fueron conectadas con franjas metálicas a las caras superiores de las viguetas adyacentes (las primeras viguetas interiores). Tales franjas se recomiendan para formar puentes entre viguetas, y fueron incorporadas como arriostras de tracción para las viguetas de borde también.

Resultados de Ensayos para la Estructura de Parantes de Madera

Usando la mesa vibrante grande al aire libre de la Universidad de California en San Diego, la estructura a escala completa de parantes de madera fue sometida a la serie de registros sísmicos que se muestran en la Tabla 1. El sismo principal que se escogió para los ensayos fue el registro Sylmar del Sismo Northridge (1994). Este sismo fue escogido porque su forma espectral es en especial crítica para estructuras (como esta espécimen) que son inicialmente rígidas, y que se ponen más flexibles a la medida que se incrementa el daño sísmico. La Tabla 1 también incluye descripciones de daño, y cita fotografías que muestran aquel daño.

Tabla 1 Historia de sacudimiento y resultados para estructura de parantes de madera

Nivel del Sismo	Acel. Pico del Terreno (PGA)	Comentarios
Chequeo de Sistemas	0.03 g RMS	El espécimen fue sometido a niveles muy bajos de sacudimiento a ruido blanco para verificar frecuencias naturales y la instrumentación. No se produjo ningún daño visible.
	0.21 g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar, con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.25. Esto no produjo ningún daño ni deslizamiento basal.
	0.42 g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.5. Esto no produjo ningún deslizamiento ni daño visible.
		El espécimen fue sometido a niveles medios a altos de sacudimiento para producir daño severo. El espécimen no se colapsó.
Sismo de Diseño (DBE)	0.67g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.8. En el período fundamental calculado de la estructura, este corresponde al sismo de diseño (ASCE7-05, Categoría de Diseño Sísmico D). Se grabaron desplazamientos máximos en el techo de 0.15 cm. La fachada en la parte superior del lado oeste de la estructura (conectores corrugados, juntas verticales abiertas) se cayó, debido a extracción de los clavos de la madera (Figura 4, Figura 5). La fachada solicitada en el plano tuvo ligeramente más desplazamiento en el lado sur que en el lado norte. En el lado sur, el segmento de fachada con largo en planta de 4.27 m se deslizó 0.4 mm, y el segmento con largo en planta de 0.61 m se movió 0.5 mm en la cima por una combinación de cabeceo y deslizamiento.
Máximo Sismo Considerado (MCE)	1.01g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.2. Este corresponde al Máximo Sismo Considerado por la ASCE7-05 para la Categoría de Diseño Sísmico D. Se grabaron

		desplazamientos en el nivel del techo de 0.43 cm. La fachada remanente en el lado oeste se cayó, nuevamente por extracción de los clavos del respaldo de madera. El resto de la estructura fue esencialmente sin daño. La fachada solicitada en el plano tuvo ligeramente más desplazamiento en el lado sur que en el lado norte. En el lado sur, el segmento de fachada con largo en planta de 4.27 m se deslizó 5.3 mm, y el segmento con largo en planta de 0.61 m se movió 3.3 mm por una combinación de cabeceo y deslizamiento.
	1.26g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.5. Se grabaron desplazamientos en el nivel del techo de 1.0 cm. La fachada remanente fue esencialmente sin daño. Respondió visiblemente fuera del plano. La fachada solicitada en el plano tuvo ligeramente más desplazamiento en el lado sur que en el lado norte. En el lado sur, el segmento de fachada con largo en planta de 4.27 m se deslizó 16.5 mm, y el segmento con largo en planta de 0.61 m se movió 10 mm por una combinación de cabeceo y deslizamiento.
	1.68g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 2. Se grabaron desplazamientos en el nivel del techo de 2.1 cm. La mayor parte de la fachada en la parte superior del lado este se cayó por rotura de las juntas horizontales (Figura 6). Fue notable el cabeceo al este de la puerta en el lado sur (Figura 7). La fachada solicitada en el plano tuvo ligeramente más desplazamiento en el lado sur que en el lado norte. En el lado sur, el segmento de fachada con largo en planta de 4.27 m se deslizó 5.0 cm.
	1.68g	El espécimen fue sometido por segunda vez al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 2. Se grabaron desplazamientos máximos del techo de 2.3 cm. El resto de la fachada en la parte superior del lado este se cayó, acompañada por rotura de las juntas horizontales en el nivel de los conectores y por desprendimiento de los conectores de la fachada. La fachada en el lado sur se cayó (Figura 8), debido a extracción de clavos de los parantes (Figura 9). En el lado este, una parte del refuerzo de alambre se quedó en sitio (Figura 10). Los conectores en el lado sur (lado solicitado en el plano) se deformaron en cortante, pero no fallaron por fatiga de bajo ciclaje (Figura 11). La fachada en el lado norte fue muy cercana a caerse, y se deslizó varios centímetros (Figura 12). Fue evidente la extracción de clavos (Figura 13). Escrutinio del dintel remanente (lado norte) indicó que el segmento en el lado izquierdo había cabeceado mientras que el segmento en el lado derecho se había deslizado, separando el dintel de la fachada al punto del colapso incipiente (Figura 14). Los clavos en las arriostras de viguetas en el lado este se extrajeron unas 3.8 cm (Figura 15).



Figura 4 La fachada se cae, lado oeste (0.8 Sylmar, DBE)



Figura 5 Extracción típica de los clavos, lado oeste (0.8 Sylmar, DBE)



Figura 6 La fachada se cae, parte superior del lado este (primero 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 7 Agrietamiento diagonal en la parte superior del segmento por la puerta, lado sur (primero 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 8 La fachada se cae del lado sur (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 9 Conector típico del lado sur (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 10 Refuerzo típico de junta, lado este (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 11 Conector típico del lado sur, con deformación cortante (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 12 Deslizamiento de fachada en el plano, esquina noroeste (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 13 Extracción de clavos, esquina noreste (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 14 Colapso Incipiente de dintel en la esquina noreste (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 15 Extracción de clavos de arriostras de viguetas exteriores, lado este (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)

Significado de Resultados de Ensayos para la Estructura de Parantes de Madera

Nuestras observaciones más importantes son las siguientes:

1) El primer objetivo mayor de los ensayos fue evaluar la seguridad de pórticos de parantes de madera con fachada de mampostería. Ese objetivo se logró. La estructura de parantes de madera con fachada de mampostería (unidades de mampostería de arcilla, adheridas por mortero de pega de cemento para mampostería Tipo N y una variedad de detalles de conexiones conformes a los requisitos MSJC), no colapsaron frente a niveles de sacudimiento muy en exceso del máximo sismo considerado para la Categoría de Diseño Sísmico D. Esto excede por mucho el desempeño implicado por nuestras normas actuales de diseño.

2) El segundo objetivo mayor de los ensayos fue averiguar la posibilidad de refinamientos en los enfoques actuales de diseño sísmico para estructuras de pórticos de madera con fachadas de mampostería. Se obtuvieron resultados prometedores en torno a ese objetivo. Los resultados preliminares de los ensayos indican que excepto por los muros solicitados fuera de plano, la fachada de mampostería puede mejorar el desempeño sísmico de estructuras de parantes de madera, y no debe considerarse solamente como masa en el diseño sísmico del pórtico de parantes de madera. Los investigadores actualmente se usan medidas y pronósticos a computadora para desarrollar recomendaciones de diseño que reconocen los efectos beneficiosos de la fachada de mampostería en el desempeño sísmico de pórticos de parantes de madera. Estos resultados se reportarán en otras publicaciones..

3) El tercer objetivo mayor de los ensayos fue evaluar el desempeño de fachadas de mampostería y de conectores para fachadas de mampostería.

a) En unas partes de la estructura, la fachada se cayó frente a niveles de sacudimiento consistentes con el sismo de diseño para la Categoría de Diseño Sísmico D. Este comportamiento se debió primeramente a extracción de conectores clavados, del pórtico de parantes de madera. Esta extracción se considera prematura, pues no se observó en ensayos previos casi-estáticos o dinámicos de segmentos similares de muros. Puede deberse a una disminución de la resistencia a extracción de los clavos por condiciones de alto contenido de agua en la madera inmediatamente previo al ensayo de la estructura. En otras partes de la estructura, la fachada se cayó solamente en niveles de sacudimiento en exceso del Máximo Sismo Considerado. Los investigadores actualmente comparan las fuerzas axiales en los conectores, con la resistencia a extracción de ellos, en diferentes partes de la estructura, para refinar nuestros requisitos actuales para ligar los conectores para fachadas, a los pórticos de parantes de madera.

b) Con base en los resultados obtenidos a la fecha, los investigadores ven una relación clara entre el método que se use para ligar los conectores para fachadas al pórtico de parantes de madera, y el desempeño sísmico subsecuente. Los conectores que se ligaron por clavos 8d electro-galvanizados, casi siempre fallaron por extracción de los clavos, mientras conectores ligados por tornillos raramente fallaron por extracción de los tornillos. Los investigadores están evaluando las resistencias a la extracción, de diferentes clavos y tornillos disponibles en el mercado, con el objetivo de refinar nuestras provisiones actuales del diseño de los tipos de

conectores que se usan para ligar los conectores para fachadas, a pórticos de parantes de madera.

c) Con base en los resultados obtenidos a la fecha, los investigadores no ven ninguna relación entre la rigidez de los conectores para fachadas (independiente de su método de ligarse al pórtico de parantes de madera), y su desempeño sísmico subsecuente. Los investigadores siguen estudiando esto usando datos experimentales y modelos a computadora.

d) Con base en los resultados obtenidos a la fecha, los investigadores no ven ninguna relación clara entre la presencia o ausencia de refuerzo tipo escalerilla en las juntas horizontales de fachada, y el desempeño sísmico subsecuente de esa fachada. Los investigadores siguen estudiando los videos de alta velocidad del ensayo, para información adicional.

Ensayo en Mesa Vibrante de una Estructura a Escala Completa de Mampostería de Concreto, con Fachada de Mampostería de Arcilla

En Marzo del 2009, la estructura prototípica a escala completa de mampostería de concreto que se muestra en la Figura 2 fue sometida a ensayos sobre mesa vibrante (en la dirección norte-sur de esa figura) en el sitio NEES de mesa vibrante en la Universidad de California en San Diego.

Detalles de la Estructura de Mampostería de Concreto

La estructura de mampostería de concreto fue cuadrado en planta con dimensiones de 6.10 m en los cuatro lados, entre las superficies externas de la mampostería de concreto. Fue diseñada y construida conforme a los requisitos de la norma MSJC 2008 para la Categoría de Diseño Sísmico E, incluyendo los requisitos prescriptivos para los muros cortantes especiales de mampostería reforzada.

La estructura usó unidades ligeras (ASTM C90), con dimensiones nominales de 20 x 20 x 40 cm; mortero de pega conforme al ASTM C270, de cemento y cal, Tipo S por proporción tanto para la hoja de concreto como para la hoja de arcilla; y mortero de relleno grueso (con gravilla) conforme al ASTM C476 por proporción. Las unidades de concreto fueron de configuración A en planta, con las almas centrales parcialmente removidas en los extremos para facilitar el escurrimiento del mortero de relleno. La hoja de concreto fue complemento vaciado. Se especificó una brecha de aire de 5 cm, pues es la práctica típica. Se colocaron juntas verticales de control en los extremos de los dinteles reforzados.

La fachada se soportó encima de ángulos de estante, anclados a la hoja de mampostería de concreto con pernos adhesivos de instalación posterior, y cubiertos de una membrana impermeable de EPDM con espesor de 0.8 mm. La fachada se construyó usando unidades estándar modulares de mampostería de arcilla, con espesor nominal de 10 cm (especificadas por ASTM C216, mayores que el 75% sólidas), y mortero de pega por ASTM

C270 de cemento y cal, Tipo S, por proporción. La fachada oeste se separó de las fachadas norte y sur por una junta vertical continua, y se colocaron juntas verticales de expansión en los dos extremos de los dinteles sueltos que soportaban la fachada encima de las puertas.

El diafragma de techo se compuso de tablonces preesforzados de concreto con espesor de 15 cm, con luces en el sentido norte-sur (perpendicular a la dirección de sacudimiento), con 8.9 cm de recubrimiento de concreto vaciado en sitio. Se colocó un peso adicional de 8.8 toneladas sobre el techo, para poder generar una aceleración suficiente para provocar la cedencia en flexión de los muros de mampostería de concreto, sin exceder los límites de la mesa vibrante. El recubrimiento se reforzó de varillas corrugadas de 12 mm, espaciadas en 41 cm en las dos direcciones principales de la planta. Se colocaron dos varillas perimetrales en el nivel de los tablonces. Esto no se requiere por la norma MSJC 2008, pero se considera buena práctica en muchas oficinas de cálculo en la costa oeste de los EEUU de América.

La estructura de mampostería de concreto fue simétrica en la dirección de sacudimiento (este-oeste), con segmentos con largos de 3.66 m y 1.22 m en planta. Durante el ensayo, estos segmentos se solicitan en el plano (sacudimiento en la dirección este-oeste). en la dirección perpendicular, los segmentos con largo de 6.1 m de planta por 2.44 m de alto (con aperturas) fueron solicitados fuera de plano.

En el lado norte de la estructura, se puso la primera solera intermedia en la hilada inferior, mientras que el lado sur se puso la primera solera en el espaciamiento requerido sobre la cima de la cimentación. Se usó refuerzo tipo escalera en los muros de mampostería de concreto para satisfacer los requisitos prescriptivos de la Sección 1.17 de la norma MSJC 2008, pero no para satisfacer los requisitos sobre cortante del Capítulo 3 de ese documento. Esto es implícito, pues en el Capítulo 3 no se especifica un valor para f_y para el refuerzo tipo escalera.

En los lados este y norte de la estructura, la fachada se ligó con conectores tipo escalera de tres alambres (W1.7) espaciados en 41 cm verticalmente, con alambres en cruce de diámetro W1.7 espaciados en 41 cm horizontalmente (cumpliendo los requisitos para la Categoría de Diseño Sísmico E). En los lados oeste y sur de la estructura, las dos hojas se ligaron por refuerzo tipo escalera en la hoja de mampostería de concreto, con conectores ajustables con alambre de diámetro W2.8, espaciados en 41 cm horizontalmente en la hoja de fachada (cumpliendo con requisitos para la Categoría de Diseño Sísmico D).

Resultados de Ensayo para la Estructura de Mampostería de Concreto

La estructura de mampostería de concreto fue sometida a la siguiente secuencia de movimientos de terreno que se muestran en la Tabla 2, intercalados con sollicitación a ruido blanco para evaluar los daños.

Tabla 2 Historia de sacudimiento y resultados para la estructura de mampostería de concreto

Nivel del Sismo	Acel. Pico del Terreno (PGA)	Comentarios
Chequeo de Sistemas	0.03 g RMS	El espécimen fue sometido a niveles muy bajos de sacudimiento a ruido blanco para chequear las frecuencias naturales y la instrumentación. No se produjo ningún daño.
	0.17g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.2. Esto no produjo deslizamiento ni daño visible.
	0.34 g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.4. Esto no produjo deslizamiento ni daño visible.
Sismo de Diseño (DBE)	0.67g	El espécimen fue sometido al record Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.8. En el período fundamental pronosticado de la estructura, esto corresponde al sismo de diseño del ASCE7-05 para la Categoría de Diseño Sísmico D. No produjo ningún deslizamiento ni daño visible. El segmento de fachada con largo en planta de 1.22 m comenzó a cabecear (hasta unos 1.0 mm en la cima).
Máximo Sismo Considerado (MCE)	1.01g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.2. Esto corresponde al máximo sismo considerado del ASCE7-05 para la Categoría de Diseño Sísmico D. No produjo ningún daño visible. El segmento de fachada con largo en planta de 1.22 m se movió unos 1.8 mm en la cima, por deslizamiento y cabeceo.
	1.68 g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 2. Esto produjo agrietamiento apenas visible en las bases de los muros de mampostería de concreto en el plano y fuera del plano, lo cual indicó agrietamiento por flexión de los muros, tanto en el plano como fuera del plano. Hasta este nivel de sacudimiento, el desplazamiento máximo en el diafragma del techo fue despreciable (menos de 0.5 mm). El segmento de fachada con largo de 3.66 m en planta comenzó a deslizarse con respecto a la hoja de mampostería de concreto (hasta unos 0.5 mm). El segmento de fachada con largo en planta de 1.22 m se movió unos 4.1 mm en la cima, por deslizamiento y cabeceo.
	1.79 g	El espécimen fue sometido al registro Tarzana sin escalar las aceleraciones. Se cambió de registro de entrada para no exceder la capacidad de la mesa. La fachada que fue solicitada en el plano mostró cabeceo y deslizamiento. El desplazamiento máximo del diafragma del techo fue unos 1.3 mm, primeramente por deslizamiento de los segmentos de muro de mampostería de concreto con largo de 3.66 m en planta, y por cabeceo de los segmentos con largo de 1.22 m en planta. El diafragma de techo respondió en su plano de forma esencialmente rígida. El segmento de fachada con largo en planta de 3.66 m se deslizó unos 1.8 mm con respecto a la hoja de mampostería de concreto. El segmento

		de fachada con largo en planta de 1.22 m se movió unos 1.2 cm en la cima, por deslizamiento y cabeceo.
	2.69 g	El espécimen fue sometido al registro Tarzana con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.5. Los muros de mampostería mostraron cabeceo y deslizamiento en el plano. La fachada en la esquina noreste se agrietó debido a una combinación de flexión fuera del plano, más deslizamiento en el plano de la fachada en el lado norte. Estas respuestas se acompañaron por desplazamientos cíclicos relativos entre la hoja de mampostería y la cimentación, y desplazamiento diferencial entre la fachada y la hoja de mampostería de concreto en los lados norte y sur. Pueden haberse acompañado también por contacto de golpeo entre la fachada en el lado este y la hoja adyacente de mampostería de concreto. La estructura experimentó rotura de la fachada en las esquinas noreste y sureste, y también agrietamiento generalizado de la fachada en el lado este. El desplazamiento máximo en el diafragma del techo fue unos 3.8 cm, debido primeramente a deslizamiento de los segmentos de mampostería de concreto con largo en planta de 3.66 m, y una combinación de cabeceo y deslizamiento en los segmentos con largo en planta de 1.22 m. Las varillas verticales en los segmentos de mampostería de concreto con largo en planta de 3.66 m comenzaron a liberarse del mortero de relleno rodeante en la interfase con la cimentación al experimentar deslizamiento relativo de unos 5 mm, y se fracturaron luego. El diafragma de techo permaneció esencialmente rígido en su propio plano. Los segmentos de muro de mampostería de concreto con largo en planta de 3.66 m se deslizaron unos 4.8 cm con respecto a la cimentación. Los segmentos de fachada con largo en planta de 1.22 m se movieron unos 7.6 cm en la cima, por deslizamiento y cabeceo.
2009-03-31	2.69 g	El espécimen fue sometido por segunda vez al registro Tarzana con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.5. El desplazamiento máximo en el diafragma del techo fue unos 23 cm. Los talones compresivos de los segmentos de muro de mampostería de concreto se dañaron seriamente. La fachada sufrió daños mayores en las esquinas noreste y sureste, y en el lado este.

Fotografías representativas de la respuesta luego de la primera corrida en 1.50 Tarzana se muestran en la Figura 16 a la Figura 21.



Figura 16 Agrietamiento apenas visible por la puerta del lado sur, antes de 1.50 Tarzana



Figura 17 Agrietamiento de fachada en la esquina noreste (1.50 Tarzana)



Figura 18 Agrietamiento de fachada en la esquina sureste (1.50 Tarzana)



Figura 19 Falla local de mampostería de concreto en el borde del segmento largo en el lado sur, debido a deslizamiento en el plano (1.50 Tarzana)



Figura 20 Desplazamiento relativo en junta de expansión en la fachada de mampostería de arcilla por la puerta en el lado sur (1.50 Tarzana)



Figura 21 Agrietamiento del muro de mampostería de concreto en la esquina sureste por flexión fuera de plano de franjas horizontales de muro, mientras la estructura se deslizaba en sentido este-oeste (1.50 Tarzana)

La falla local de la mampostería de concreto cerca de las aperturas de puerta (Figura 19) no es aplastamiento del talón compresivo. Se produce cuando el muro se desliza en el plano, y el refuerzo vertical en la jamba palanquea la mampostería entre la varilla y la jamba. Se observó agrietamiento semejante en los ensayos casi-estáticos en la Universidad de Texas en Austin.

El agrietamiento en los muros de mampostería de concreto en los lados oeste y este se provocó por flexión fuera del plano. Los muros en los lados sur y norte se deslizaron en el sentido este-oeste; los centros en planta de los muros de los lados este y oeste no se deslizaron; y la deformación fuera de plano entre el centro en planta y los bordes de los muros de los lados este y oeste causa el agrietamiento por flexión.

Fotografías representativas de la respuesta después de la segunda corrida a 1.50 Tarzana se muestran en la Figura 22 a la Figura 27.



Figura 22 Daños a fachada en la esquina noreste y el lado este luego de la segunda corrida de 1.50 Tarzana



Figura 23 Daños a la mampostería de concreto luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana



Figura 24 Daños a mampostería de concreto luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana



Figura 25 Pandeo inelástico de empalme en refuerzo vertical del lado sur luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana



Figura 26 Detalle de daño a la esquina noreste luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana

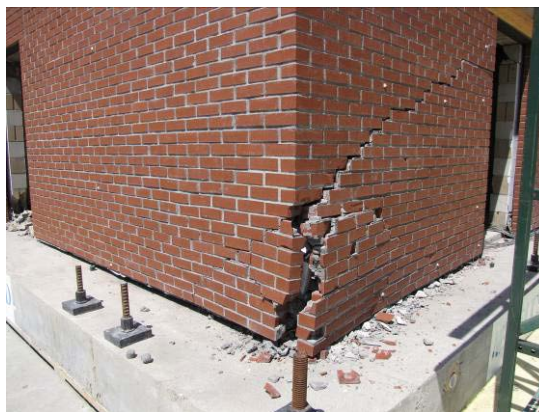


Figura 27 Daños a la esquina sureste luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana

Significado de Resultados de los Ensayos par para la Estructura de Mampostería de Concreto

- 1) Edificios bajos de mampostería con hoja de respaldo de mampostería reforzada de concreto y fachada de mampostería de arcilla, diseñados y contruidos de acuerdo con los requisitos de la Norma y Especificación MSJC 2008 para la Categoría de Diseño Sísmico E, pueden resistir sismos mayores al Máximo Sismo Considerado del ASCE7-05, sin colapso.
- 2) La respuesta sísmica de estos edificios es generalmente consistente con las expectativas de desempeño.
 - a) La respuesta se controla por la respuesta en el plano de los muros de mampostería de concreto (posible formación de rótulas plásticas en la base, y deslizamiento más allá Máximo Sismo Considerado).
 - b) Fachadas de mampostería de arcilla, diseñadas y contruidas según los requisitos de la Norma y Especificación MSJC 2008, experimentaron solamente agrietamiento menor, y se mantuvieron completamente ligadas a las hojas de mampostería de concreto, hasta 1.75 veces el Máximo Sismo Considerado. Los requisitos actuales para fachadas las consideran solamente como masa agregada. Esto es esencialmente correcto para la respuesta fuera del plano, pero puede ser incorrecto para la respuesta en el plano. Para la respuesta en el plano, la fachada cabeceo y desliza en los ángulos de apoyo. La disipación de energía por

desplazamiento, y la interacción dinámica con las hojas de mampostería de concreto, pueden mitigar la respuesta sísmica de los muros cortantes de mampostería de concreto.

c) En este estudio, los conectores para fachada en lo general se comportaron bien, lo cual implica que los requisitos actuales de la MSJC son satisfactorios para estos tipos de muro. Se necesita más trabajo (estudios paramétricos) para averiguar los efectos de diferencias en resistencia, rigidez, y comportamiento histerético de los conectores sobre el comportamiento de la fachada y el sistema de respaldo.

d) En este estudio, no se observó ninguna diferencia en las fachadas con y sin refuerzo tipo escalera (ninguna diferencia en aceleraciones pico de terreno correspondientes al agrietamiento, ninguna diferencia en modos de falla y secuencia de falla en función de aceleraciones pico de terreno; ninguna diferencia en tamaño de pedazos de fachada caídos). Esto pone en tela de juicio la justificación de requisitos actuales normativos en esta área.

e) En este estudio las juntas verticales de control en los extremos de los dinteles postergaron el comienzo de daños a los muros de mampostería de concreto hasta muy por arriba del Máximo Sismo Considerado. Las juntas verticales de expansión en los extremos de los dinteles permitieron a la fachada de mampostería que apoyó los dinteles, cabecear sin dañar la fachada encima de los dinteles.

f) En este estudio, las juntas abiertas en la fachada en las esquinas, evitaron que los daños de ocurrieran allí por movimientos de los muros en el plano.

3) Asuntos adicionales:

a) El deslizamiento de fachada y la disipación asociada de energía pueden mejorar el desempeño de estructuras de mampostería como la estructura que se describe acá. Las normas actuales no reconocen esto. Se va a investigar más mediante estudios paramétricos.

b) El deslizamiento de muros de mampostería de concreto y la asociada disipación de energía pueden mejorar el desempeño de estructuras de mampostería como la estructura que se describe acá. las normas actuales no reconocen esto. El deslizamiento se relaciona con el cortante-fricción y con las varillas verticales que atraviesan la interfase. Puede ser útil para el MSJC, desarrollar provisiones de cortante-fricción, y de prohibir el deslizamiento significativo en el sismo de diseño. Se deben desarrollar criterios para limitar derivas de entrepiso inducidas por deslizamiento que pudieran provocar el colapso de otros elementos en la estructura, incluyendo sistemas contra gravedad y muros que se deforman fuera del plano.

c) El deslizamiento significativo de los muros de mampostería de concreto es a lo mejor no aceptable en el sismo de diseño, debido a problemas con conexiones de luz o gas. El deslizamiento de tales muros es a lo mejor sí aceptable en el Máximo Sismo Considerado, con tal de que se mantenga la integridad estructural para prevenir el colapso bajo cargas por gravedad.

d) Los conectores de fachada tipo tres alambres y ajustables se comportaron iguales de bien en resistir daños más allá del Máximo Sismo Considerado. Los investigadores todavía examinan las diferencias en comportamiento. Es posible que los daños debidos a deslizamiento relativo entre la mampostería de concreto y de

fachada comenzara más temprano en el lado norte que en el lado sur, debido a la resistencia menor de los conectores tipo tres alambres en el lado norte, frente a los conectores ajustables en el lado sur.

e) El desempeño de los muros cortantes de mampostería de concreto (construidos sin llaves de corte en la cimentación), indica que las llaves de corte no se necesitan. Los muros se deslizaron, pero solamente frente a sacudimientos en exceso del Máximo Sismo Considerado.

f) Los muros de mampostería sometidos a cargas sísmicas fuera del plano se comportan de una manera más compleja que la idealización de diseño de franjas con luces verticales. Se agrietaron como resultado de deformaciones complejas fuera de plano (combinación de fuerzas inerciales fuera de plano y un patrón impuesto de deformaciones producido por deslizamiento en el plano de los muros cortantes).

g) No parece ninguna necesidad de poner refuerzo horizontal en la hilada inferior. En este nivel, el refuerzo está demasiado alto para ser efectivo en restringir el talón compresivo de las unidades de mampostería de concreto.

h) En el refuerzo horizontal, el gancho de 90 grados en la intersección de los muros de corte y los muros perpendiculares, fue eficaz en vincular los muros entre sí, aún frente a sacudimiento en exceso del Máximo Sismo Considerado.

i) El agrietamiento del recubrimiento y tablonos en la dirección norte-sur (paralelo a los tablonos) se debió al cabeceo de segmentos de poco largo en planta al oeste de la puerta, en contraste con el deslizamiento de los segmentos de mayor largo en planta.

j) Las conexiones entre muros y diafragma se comportaron de forma satisfactoria, sin señas de daño. El diafragma mismo también se comportó de forma satisfactoria.

k) La falla local de la mampostería por las aperturas de puerta no es aplastamiento del talón compresivo. La falla se produjo cuando el muro se deslizó, y el refuerzo vertical en la jamba palanqueó la mampostería entre la varilla y la jamba. Se observó agrietamiento local semejante en los ensayos casi-estáticos en la Universidad de Texas en Austin.

l) El agrietamiento en los muros de mampostería de concreto en los lados oeste y este se provocó por flexión fuera del plano. Los muros en los lados sur y norte se deslizaron en el sentido este-oeste; los centros en planta de los muros de los lados este y oeste no se deslizaron; y la deformación fuera de plano entre el centro en planta y los bordes de los muros de los lados este y oeste causa el agrietamiento por flexión.

Conclusiones

Este trabajo presenta los resultados preliminares de ensayos en mesa vibrante llevados a cabo en dos edificios de escala completa, de un piso, con fachada de mampostería. Un edificio tuvo muros cortantes de parantes de Madera, y el otro tuvo muros cortantes de mampostería reforzada de hormigón.

En lo general, los ensayos demostraron el buen desempeño de estas estructuras frente a niveles de sacudimiento en exceso de un representativo sismo máximo considerado en la Categoría de Diseño D del ASCE7-05 (alto riesgo sísmico).

Sin embargo, la estructura de madera mostró problemas potenciales en el uso de clavos lisos para fijar los conectores corrugados al respaldo de parantes de madera, pues la extracción de esos clavos fue responsable de la falla prematura fuera de plano de un muro de fachada durante los ensayos. Hay evidencia que los muros de fachada en el plano ayudaron a restringir el desplazamiento de la estructura. Por lo tanto, no deben tratarse solamente como masa pasiva.

Los resultados de los ensayos se están usando para desarrollar modelos analíticos, los cuales se usarán en el futuro cercano para extender el estudio para examinar el desempeño de tales estructuras con diferentes alturas de muro y frente a diferentes registros sísmicos.

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto NEES de grupo pequeño se patrocina por la Red para Simulación de la Ingeniería Sismorresistente (NEES) de la Fundación Nacional de la Ciencia (NSF), cuya directora del programa es la Dra. Joy Pauschke. El proyecto se guía por la Universidad de Texas en Austin. El trabajo en mesa vibrante se conduce en el sitio de equipo NSF NEES en la Universidad de California en San Diego, a quien se le agradece su ayuda y cooperación.

La Asociación de la Industria Ladrillera (Brick Industry Association), el Consejo para Investigaciones sobre la Mampostería (Council for Masonry Research), y la Asociación del Cemento Portland (Portland Cement Association) han contribuido apoyo directo financiero para este trabajo.

Aquellos y otras entes de la industria de la mampostería han aportado materiales, servicios de ensayo, y apoyo indirecto. El trabajo aquí descrito representa las contribuciones individuales y colectivas de los investigadores y ayudantes de investigación que se notan previamente.

REFERENCIAS

- AFPA 2001: *Details for Conventional Wood Construction*, American Forest and Paper Association, American Wood Council, Washington, DC, 2001
- ASCE 7-05: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05)*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2005 (with Supplement).
- Bozorgnia y Bertero: Bozorgnia, Y. Y Bertero, V. V. (eds.), *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, CRC Press LLC, Boca Raton, Florida, May 2004.
- IRC 2006: *International Residential Code for One and Two Family Dwellings*, The International Code Council, Washington, DC, 2006.
- McGinley, W. Mark, M., Bennett R. M. y Johnson E. N, "Effects of Horizontal Joint Reinforcement on the Seismic Behavior of Masonry Veneers", *Proceedings of the 6th International Masonry Conference*, London, England, November 2002.
- MSJC 2008a: *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-08 / ACI 530-08 / ASCE 5-08)*, The Masonry Society, Boulder, Colorado, the American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2008.

84 **Desempeño sísmico de mampostería y fachada de mampostería**

- MSJC 2008b: *Specification for Masonry Structures (TMS 602-08 / ACI 530.1-08 / ASCE 6-08)*, The Masonry Society, Boulder, Colorado, the American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2008.